

投稿論文 (和文報告)
TECHNICAL
REPORT

変形の影響を考慮したアーチ橋の曲げモーメント の実用計算法

大森邦雄*

本文は、変形の影響を考慮したアーチ橋の曲げモーメントの簡便で実用的な近似計算法について述べたものである。この方法は、実用上許される範囲の簡略化を行うことによって、解析的な手法で作成された曲げモーメントの増加率のグラフを利用するものであり、補剛アーチを含めて変形の影響を考慮して設計しなければならないアーチ橋の形式の大部分に適用することができる。

Key Words : arch, bending moment, geometric nonlinearity, approximate calculation method

1. まえがき

長大アーチ橋ではアーチリブの変形によっていわゆる幾何非線形性が現れ、断面力や変位は通常の微小変位理論によって計算された値よりも大きくなる。このため道路橋示方書（以下、道示という）・鋼橋編¹⁾11.3条では、アーチ橋の死・活荷重による断面力は変形の影響を考慮した解析によって求めることを定めている。一方、最近20数年間の構造解析理論と手法に関する研究は、コンピュータの急速な進歩と相俟って著しく進歩し、現在では個々のアーチ橋についてこのような解析を行うこと自体には、特に困難を感じることはない。

しかしながら、設計実務で1つのアーチ橋を設計するには多くの試算の過程が必要であり、この段階から何度も厳密な有限変位解析を行うことは、時間的にも経済的にも負担が大きい。したがって設計実務の立場からは、アーチ橋の幾何非線形性に関する具体的な設計資料や、変形の影響を考慮した断面力のより簡単な計算方法が是非必要とされる場所である。このような観点から見たとき、前述のように解析理論と手法に関する研究は非常に多数あるにもかかわらず、アーチ橋の幾何非線形性そのものを論じた研究は意外に少なく、無次元パラメータを用いて一般的に論じた研究となるとおそらく前田・林の研究^{2)~4)}くらいではないかと思われる。この研究は設計実務者にとって、現在のところこの方面のほとんど唯一の情報源といってよいが、残念ながら扱っている対象が無補剛のリブ・アーチと補剛桁が側径間を持たない上・中路式補剛アーチであり、後に示す Fig.1 のような補剛桁が連続桁形式であるタイプには、この成果を利用することができない。しかし、現実には上・中路式補剛

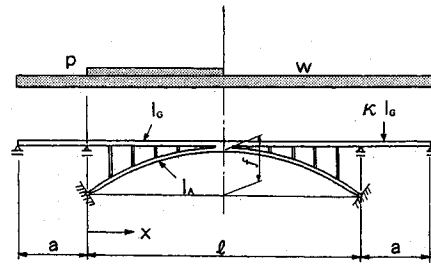


Fig.1 Deck type stiffened arch (with continuous stiffening girder)

アーチでは、補剛桁が連続桁形式であるものの方がはるかに多いのが実状である。安藤・成岡⁵⁾も上路式補剛アーチについて幾何非線形性を調べているが、補剛桁が連続桁形式であるタイプは扱っていない。また外国では、Rowe が比較的簡単な近似計算によって、幾何非線形性による縁応力度の増加率を与えるグラフを作成している^{6)~7)}が、補剛アーチには使用することができない。

ところで、一般にアーチでは幾何非線形性はアーチリブの軸力には現れずに専らたわみと曲げモーメントに現れ^{2)~4)~5)}、しかも道示・鋼橋編¹⁾では活荷重たわみの照査は微小変位解析値によって行えばよいことを定めているため、設計実務では曲げモーメントの幾何非線形性のみが問題となる。そこで本文では、前述のような状況も踏まえ、無補剛のリブ・アーチはもちろん補剛桁が連続桁形式である上路式補剛アーチにも適用できる、変形の影響を考慮した曲げモーメントの簡便で実用的な近似計算法について報告する。

本報告に述べる計算方法は、一般に放物線形アーチでは活荷重が偏載されてはじめて大きな幾何非線形性が生じる^{2)~4)~5)}ことに着目し、死荷重曲げモーメントは微小変位解析値をそのまま用い、活荷重曲げモーメントのみを微小変位解析値に対する増加率を乗じることによって

*正会員 (株)横河ブリッジ 設計部
(〒273 船橋市山野町 27 番地 横河テクノビル)

修正しようとするものである。筆者はすでに別稿⁹⁾において、実用上許される範囲の簡略化を行うことによって、補剛桁が連続桁形式である上路式補剛アーチの変形の影響を考慮した活荷重曲げモーメント、およびこれの微小変位理論値に対する増加率の計算式を誘導し、これによってこの種の補剛アーチの幾何非線形特性の概要を明らかにしている。本計算方法はこの結果を利用したものであり、増加率はあらかじめグラフ化されている。したがって、本計算方法は有限変位解析を全く必要とせず、また増加率のグラフはわずか2つの無次元パラメータによってのみ支配されるのできわめて簡便な方法であるが、理論上の仮定⁹⁾と解式の誘導過程⁹⁾から考えて、厳密な有限変位解析に比べれば計算精度が落ちることは避けられない。しかし、通常よく設計される規模の鋼道路橋のアーチでは、荷重強度が通常の設計荷重程度であれば、この方法は実用上十分良好な精度を有している。特に補剛桁が連続桁形式である上路式補剛アーチについては、これまで幾何非線形性に関する設計資料が全くなかったことを考えると、若干厳密性に欠けるきらいはあっても、本計算方法は実務上意義があると思われる。

なお道示・鋼橋編¹⁾によれば、変形の影響を考慮して設計しなければならないアーチ橋の形式は、無補剛のリップ・アーチと上・中路式の補剛アーチであるが、そのうち実橋で最も多いのは補剛桁が連続桁形式である上路式補剛アーチであり、実績では大半を占める⁹⁾。また鋼橋におけるこのような補剛アーチでは、アーチリップの支承条件が固定式にされることは、まずないといってよい。

2. 変形の影響を考慮した半載等分布活荷重に対する曲げモーメントの計算式

Fig.1に示すように、補剛桁が連続桁形式である上路式補剛アーチに等分布死荷重 w が作用し、さらにその上に等分布活荷重 p がアーチ支間の片側半分に偏載された状態を考える。この形式のアーチは、リーチリップとクラウンで剛結され、かつ全ての支点で水平方向の移動が拘束されていない連続桁形式の補剛桁で補剛された上路式の2ヒンジ・アーチであり、道示・鋼橋編¹⁾という補剛桁に軸力の生じない補剛アーチに相当する。以下、本報告ではこの形式の補剛アーチを、簡単に連続桁式上路補剛アーチということにする。ただし、アーチリップの軸線の形状は死荷重が載荷された状態でライズが f であるような放物線であるとし、アーチの支間長を ℓ 、補剛桁の側径間長を a とする。また、上述のような載荷状態の活荷重を、以下では半載等分布活荷重ということにする。活荷重のこの載荷状態は、補剛桁およびアーチリップの両者に対して、アーチ支間内の活荷重曲げモーメントの正および負の最大値を与える状態にほぼ一致している、アーチ橋の力学特性を論じるさいによく用いられる

代表的な載荷状態である。連続桁式上路補剛アーチでは、最大活荷重曲げモーメントは正負とも大体 0.3ℓ 点付近の断面に発生する。

このアーチが所定の計画形状を得た後に付加される半載等分布活荷重 p によって生じる、変形の影響を考慮した曲げモーメントの増分 M_p (以下、単に活荷重曲げモーメントという) は、アーチリップの水平変位の影響を無視すれば、補剛桁とアーチリップの合計に対し近似的に以下の諸式で与えられる⁹⁾。ただし、 M_p の分布は逆対称形になるため、計算式はアーチ支間の左側半分についてのみ記することにし、反対側については符号を逆にするものとする。また、側径間部の M_p は直線分布である。

$$\frac{M_p}{p\ell^2} = \frac{(M_G + M_A)_p}{p\ell^2} = C_m \cos\left(\mu\ell \cdot \frac{x}{\ell}\right) + D_m \sin\left(\mu\ell \cdot \frac{x}{\ell}\right) - \frac{1}{2(\mu\ell)^2} \dots (1)$$

$$C_m = \frac{1}{2(\mu\ell)^2} + \frac{M_{op}}{p\ell^2} \dots (2)$$

$$D_m = \frac{1}{2(\mu\ell)^2} \cdot \frac{1 - \cos(\mu\ell/2)}{\sin(\mu\ell/2)} - \frac{M_{op}}{p\ell^2} \cdot \frac{1}{\tan(\mu\ell/2)} \dots (3)$$

$$\frac{M_{op}}{p\ell^2} = \frac{1}{2\mu\ell} \cdot \frac{\tan\frac{\mu\ell}{2} \cdot \left[\frac{\mu\ell}{4} \cdot \frac{1 - \cos(\mu\ell/2)}{\sin(\mu\ell/2)} \right]}{\left[2 + \frac{1}{3}\lambda(\mu\ell)^2 \right] \cdot \tan\frac{\mu\ell}{2} - \mu\ell} \dots (4)$$

$$\mu\ell = \ell \sqrt{\frac{H}{E(I_G + I_C)}} \dots (5)$$

$$\lambda = \frac{a}{\kappa\ell} \left(1 + \frac{I_C}{I_G} \right) \dots (6)$$

ここに、 M_G 、 M_A は補剛桁とアーチリップそれぞれの曲げモーメントであり、添字 p はそれらが活荷重 p によるものであることを示す。 M_{op} は補剛桁の中間支点での活荷重曲げモーメントである。また、 E はヤング係数であり、 I_A および I_G はそれぞれアーチリップと補剛桁のアーチ支間部の断面2次モーメントであるが、後者はアーチ支間内で一定、前者はクラウンでの大きさを I_C 、アーチリップの各断面での傾きを表わす接線角を φ とし、式(7)によって表わされるような分布をするものと仮定する。 κ は補剛桁の断面2次モーメントの側径間部とアーチ支間部の比であり、一般には $\kappa > 1$ である。 H はアーチリップの死・活荷重による合計の水平反力であり、式(8)によって算出する。式(8)中、 H_A 、 H_B はそれぞれ死・活荷重による単独の水平反力である。

$$I_A = I_C / \cos\varphi \dots (7)$$

$$H_A = w\ell^2 / (8f) \dots (8.a)$$

$$H_B = 0.5p\ell^2 / (8f) \dots (8.b)$$

$$H = \ell^2(w + 0.5p) / (8f) \dots\dots\dots (8. c)$$

以上の諸式により、補剛桁とアーチリブの合計の活荷重曲げモーメント M_p が得られれば、たわみ v は実用上補剛桁もアーチリブも同じであるので、次式で示される M_p と曲率の関係⁸⁾

$$M_p = -E(I_G + I_A \cos \varphi) v'' \dots\dots\dots (9)$$

から I_G と $I_A \cos \varphi$ の比によって M_p を両者に分配することができ、これによって各々の活荷重曲げモーメントを計算することができる。また上記の式(1)~(6)は式(4)において λ の値を 0 または ∞ とすることにより、無補剛の固定アーチと 2 ヒンジ・アーチにも適用することができる⁸⁾。

3. 有限変位解析結果との比較による精度の確認

(1) 概要

式(1)~(6)および式(7)、(8)で与えられる変形の影響を考慮した活荷重曲げモーメント M_p の計算式は、理論上の仮定⁸⁾と誘導方法⁹⁾から考えて、現在一般的に用いられているマトリクス構造解析法による有限変位解析¹⁰⁾に比べれば、厳密性に欠けることは明らかである。そこで本章では、通常的设计荷重程度の荷重強度レベルに対して、式(1)~(8)による曲げモーメントの計算結果の精度を確認するため、鋼道路橋のアーチを対象とし、実橋に近いモデルを用いて有限変位解析結果と比較した。

式(1)~(6)は、活荷重が付加されたことによって生じる曲げモーメントの増分のみを与える。したがって、死荷重曲げモーメントは別途に計算する必要があるが、本報告では通常の微小変位解析によってこれを求め、死・活荷重による合計曲げモーメントはこれらを単純に合計することにした。これは放物線形アーチでは、等分布死荷重のような対称荷重が作用する場合には幾何非線形性がきわめて小さく、たわみや曲げモーメントは微小変位、有限変位いずれの理論で計算しても事実上差がない^{2),4),5)}ことに着目したものである。また M_p の補剛桁とアーチリブへの分配は、アーチリブの傾き φ を無視して両者の断面 2 次モーメントの比によることにした。

なお式(5)、(6)の I_c は、式(7)に従って変化する断面 2 次モーメントの長さに沿った平均値が、実際のアーチリブの平均断面 2 次モーメントに等しくなるように決定すればよい。

(2) 実橋におけるパラメータ $\mu\ell$ および λ の値⁸⁾

式(1)~(8)で与えられる M_p の計算式は、2 種類の無次元パラメータ $\mu\ell$ および λ のみによって支配される。前者はアーチの構造系全体としての剛性の大きさを表わし、後者は補剛桁による拘束の大きさを表わす⁸⁾が、ここでは比較計算に先立って、実橋(鋼道路橋)にお

これらのパラメータの値について検討する。

パラメータ $\mu\ell$ の値は、幅員の大きさや床版厚、ライズ・スパン比などによっても変わるので一概にはいえないが、一般的にはアーチの支間が長くなると大きくなる傾向にある。そこで、筆者が勤務する会社で施工した橋を中心として、鋼道路橋の 2 ヒンジ・アーチと連続桁式上路補剛アーチでアーチ支間が 100 m を超えるもの約 20 橋(一部中路式補剛アーチを含む)について調べたところ、アーチ支間が 150~160 m 程度までの通常よく設計される規模の補剛アーチでは、設計荷重強度レベルでの $\mu\ell$ の値(半載等分布活荷重を想定し活荷重による水平反力は最大値の 1/2 とし、断面 2 次モーメントは長さに沿った平均値をとる)は、設計内容から明らかに例外的な値であると判断されるものを除くと 3~3.6 であった。また、無補剛の 2 ヒンジ・アーチでは支間長が 100 m を大きく超えるものはなく、設計荷重強度レベルでの $\mu\ell$ の値は大体 3.0 程度であり、ライズがかなり低いもので若干これを上回ることがある程度であった。ここに、明らかに例外的な値であるものとは、古い示方書によって設計されているため、支間がきわめて長大であるにもかかわらず変形の影響が全く考慮されていないか、考慮されていても検討が不十分であると考えられるものであり、このほかに補剛桁やアーチリブが本報告で考えているものとは異なる特殊な支持条件を有している補剛アーチも、例外として考えている。

一方、パラメータ λ の値に関していえば、実橋の連続桁式上路補剛アーチでは、支間長比 a/ℓ とアーチリブと補剛桁の断面 2 次モーメント比 I_A/I_G [アーチリブの断面 2 次モーメントの分布仮定から、式(6)では I_c/I_G] のとり得る大きさの範囲が限定されるため、 λ の値のとり得る範囲も限定される。すなわち、鋼橋(道路橋)では実際の a/ℓ の値はほとんどが 0.15~0.3 の範囲に入り、そのうちでも 0.2 程度とされることがきわめて多く、また、0.3 に近いものは非常に少ない⁹⁾。また I_A/I_G の比は鋼橋の場合、いわゆるローゼ桁では通常は 7/3~3/7 を考えておけば十分であり¹¹⁾、ランガー桁では実用上 0 とされる。したがって、一般には $\kappa > 1$ であることと、前節で述べた I_c の決定方法および f/ℓ があまり大きくない場合には式(7)における I_c と I_A の平均値はそれほど変わらないことを考えると、式(6)で定義される λ の値は、鋼橋では通常はどんなに大きくても 1 以下であることがわかる。実際には、大部分は 0.5 程度以下であると考えてよい。

(3) 比較計算例

a) 比較モデルと荷重

Fig.2 は、連続桁式上路補剛アーチについての比較計算に用いた構造モデルと荷重であるが、これらは安藤・成岡の研究⁵⁾で使用されているモデルと荷重の中からそ

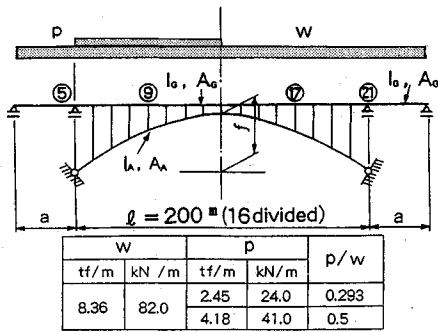


Fig.2 Calculation model and load for comparison

Table 1 Section property and value of parameter

Case	a/l	arch rib		girder		I _c ^{m4}	I _c ^{m4} + I _o ^{m4}	I _o ^{m4}	λ	μl	
		I _A ^{m4}	A _A ^{m2}	I _o ^{m4}	A _o ^{m2}					p/w = 0.293	p/w = 0.5
1	0.1	—	0.150	0.270	0.179	—	0.270	0	0.1	3.18	3.32
	0.2	—	—	—	—	—	—	—	0.2		
	0.3	—	—	—	—	—	—	—	0.3		
2	0.1	0.119	0.170	0.119	0.109	0.111	0.230	0.931	0.193	3.44	3.60
	0.2	—	—	—	—	—	—	—	0.386		
	0.3	—	—	—	—	—	—	—	0.579		
3	0.1	0.191	0.180	0.0975	0.105	0.178	0.275	1.824	0.284	3.15	3.29
	0.2	—	—	—	—	—	—	—	0.565		
	0.3	—	—	—	—	—	—	—	0.847		

の1部を引用し、以下に述べるような修正を加えて作成したものである。すなわち、

- ① 補剛桁に側径間を追加し連続桁形式としたこと：もとの文献⁹⁾では補剛桁が連続桁形式であるタイプは扱っていないので、補剛桁の両袖に側径間を追加延長した。側径間部の断面2次モーメントは、実際にはアーチ支間部のそれよりは大きくなるのが普通であるが、両者の比(κ)が小さくなるのほど補剛桁による拘束効果が減少して幾何非線形性が大きくなることを考え、アーチ支間部の断面2次モーメントをそのまま側径間部に使用した。また、支間長比 a/l は実績から考えて、0.1, 0.2, 0.3の3種類とした。

② スパンライズ比 f/l を 1/6 としたこと：もとのモデルでは f/l は 1/8 であるが、実績では鋼アーチ橋の f/l は大部分が 1/6 付近にあり、これよりライズが大幅に高くなることは少ない^{9), 11)} ことと、ライズが高い方が水平変位の影響が大きいことを考慮して変更した。

③ 活荷重強度を追加したこと：道示・鋼橋編¹¹⁾ではアーチ橋における死活荷重強度比 p/w として 0.2~0.4 を想定していることから、p/w が 0.5 であるような架空の活荷重強度を追加した。しかし長大アーチ橋では、この値が 0.4 になることはまずない⁹⁾ といってよい。

モデルのアーチリブの軸線の形状は放物線であり、断面性能はもとのモデルと同様に、部材ごとに全長を通じて一定である。モデルの断面性能とパラメータ μl および λ の値を Table 1 にまとめて示す。アーチリブと補剛桁の断面2次モーメント比 I_A/I_c は Case 1 から順に 0, 1.0, 2.0 であり、Case 1 はいわゆるランガー桁に相当

Table 2 Comparison of M_p (a/l=0.2)

p/w	Case1		Case2		Case3	
	pt.	A/B	pt.	A/B	pt.	A/B
0.293	⑤	0.93	⑤	0.98	⑤	1.01
	⑨	0.98	⑨	0.93	⑨	0.92
	⑩	0.98	⑩	0.94	⑩	0.93
	⑪	0.97	⑪	0.95	⑪	0.94
	⑮	1.01	⑮	0.97	⑮	0.95
	⑯	1.00	⑯	0.95	⑯	0.94
	⑰	0.98	⑰	0.93	⑰	0.91
	0.5	⑤	0.93	⑤	0.97	⑤
⑨		0.98	⑨	0.93	⑨	0.91
⑩		0.97	⑩	0.94	⑩	0.93
⑪		0.97	⑪	0.94	⑪	0.94
⑮		1.01	⑮	0.97	⑮	0.95
⑯		1.00	⑯	0.95	⑯	0.93
⑰		0.98	⑰	0.93	⑰	0.90

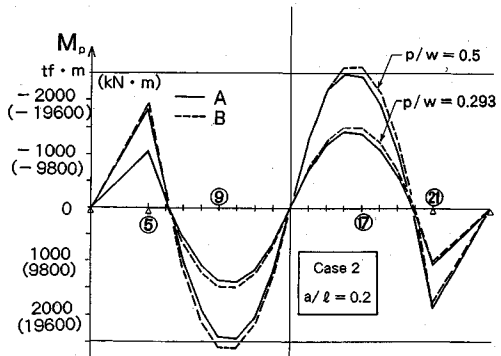


Fig.3 Moment diagram of M_p (Example)

し、後の2者はローゼ桁に相当する。I_A/I_c=2は、実際の鋼ローゼ桁では大体この比の上限と考えるとよい。また、このモデルのパラメータ μl の値は、f/l の大きさを断面性能を変えことなく 1/6 に変更していることから、床版の材料として軽量コンクリートを考えていることから、支間長のわりには若干小さい値になっていると考えられるが、(2) で述べたところによればいずれも実橋で通常よく見られる大きさの値である。一方 λ の値も、Case 3 の 0.85 が若干大きいと思われるものの、いずれも実橋における通常の値の範囲内にある。

b) 比較計算結果と考察

イ. 比較計算結果(1) ここでは、主として断面2次モーメント比 I_A/I_c および支間長比 a/l に着目して両計算結果を比較した。また、本節の以下の記述では煩雑さを避けるために、式(1)~(8)による計算を有限変位解析に対して近似計算ということにするが、以下に示す図表では近似計算結果を A、有限変位解析結果を B と表示し、両者の比は A/B と表示する。

Table 2 は a/l が 0.2 である場合(この比は、実橋では 0.2 程度とされることがきわめて多い) に対し、活荷重曲げモーメント M_p [(M_G+M_A)_p] についての近似計算結果と有限変位解析結果の比を、各ケースごとに M_p が大きくなる主要な断面について示したものであり、

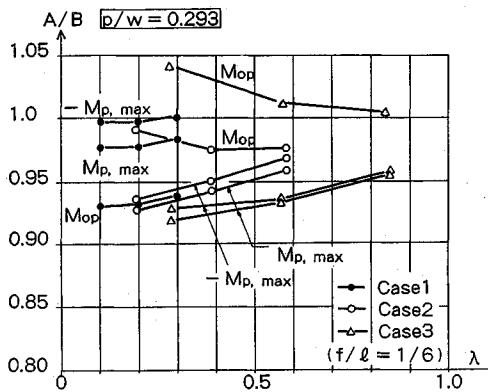


Fig.4 Relation between λ and Accuracy (A/B)

Fig.3はそのときの両者の曲げモーメント図を Case 2 で代表させて示したものである。これらの図表によると、Case 1~3のいずれのケースについても両計算結果はよく一致していて、近似計算結果の有限変位解析結果に対する比は、Table 2 に示した大部分の各点で 94~95% 以上である。Case 3 では、アーチ支間内で一部にこの比が 90% 程度である格点も見られるが、正負とも最大値が生じる格点では、近似計算結果は有限変位解析結果に対して 93~94% 程度の精度を保持している。各ケースとも p/w が大きくなると精度が下がる傾向にはあるが、ここで用いた 2 つの p/w の値の間では精度の差はきわめて小さく、両者の精度はほとんど同じである。また有限変位解析においても、 M_p の分布はほとんど完全逆対称形である。

Fig.4 は I_A/I_G および a/l と精度の関係を見るため、各ケースごとに a/l を 0.1 から 0.3 まで変化させたときの M_p についての両計算結果の比を、アーチ支間内における M_p の正負の最大値と補剛桁の中間支点 (格点 5) の M_p について、パラメータ λ を横軸にとって図示したものである。図中、前 2 者は $\pm M_{p,max}$ 、後者は M_{op} と表記している。この図によると、まず Case 3 の λ が小さいときの、すなわち a/l が小さいときの $+M_{p,max}$ の精度が若干低いと思われる場合は、近似計算結果はいずれも有限変位解析結果に対して 93% 程度以上の精度を有しており、全体として良好な精度であるといえる (実橋では、 a/l が 0.1 になることはきわめて少ない)。また a/l および I_A/I_G の大きさによって精度は変動し、特に後者については変動幅がかなり大きくなる場合がある。しかし、いずれにしても Fig.4 における a/l の範囲は実橋に現れる値をほぼ完全にカバーしており、また $I_A/I_G=2$ は実際の鋼ローゼ桁では大体この比の上限と考えてよいので、この図から式 (1)~(8) による M_p は、通常の場合十分良好な精度を与えるものと判断される。なお、Fig.4 は $p/w=0.3$ のときの比較であるが、

Table 3 Comparison of Total moment (A/B)

Case (a/l)	p/w	remarks	girder	arch rib	
1 (0.2)	0.293	Ms (pt. 5)	0.97	—	
		arch span	+ Mmax 0.98	—	
	0.5	Ms (pt. 5)	0.95	—	
		arch span	+ Mmax 0.97	—	
2 (0.2)	0.293	Ms (pt. 5)	0.99	—	
		arch span	+ Mmax 0.94	0.95	
	0.5	arch span	- Mmax 0.91	0.96	
		Ms (pt. 5)	0.98	—	
	3 (0.3)	0.293	arch span	+ Mmax 0.93	0.94
			arch span	- Mmax 0.91	0.96
0.5		Ms (pt. 5)	1.00	—	
		arch span	+ Mmax 0.98	0.96	
0.5	arch span	- Mmax 0.92	0.97		
	arch span	+ Mmax 0.97	0.96		

$p/w=0.5$ の場合も精度は前者とほとんど同じであり、その特性も全く同じであった。

Table 3 は、各ケースについて死・活荷重による合計曲げモーメントを比較した結果の一部であり、各部材のアーチ支間内における正および負の最大曲げモーメントと補剛桁の中間支点 (格点 5) の曲げモーメントについて、両計算結果の比が示してある。表中、前 2 者は $\pm M_{max}$ 、後者は M_s と表記している。この表によると、近似計算結果の精度は全般的に活荷重曲げモーメントのみに対する比較結果と同じか、これより少しよい程度であるといえるが、Case 2, 3 の補剛桁の $-M_{max}$ についてはこの比が 91~92% であり、他に比べて若干精度が低いのが目につく。これは、近似計算では M_p を断面 2 次モーメント比で補剛桁とアーチリブに分配しているが、有限変位解析結果から分配率を計算してみると、 $+M_{max}$ の発生点の分配率は断面 2 次モーメント比とほぼ同じであるのに対し、 $-M_{max}$ の発生点では補剛桁にこれより若干多く分配されていることが主な原因であると考えられる。また、 $+M_{max}$ は活荷重曲げモーメントの最大値と同様に、どのケースも大体 0.3 l 点付近の断面に発生するが、 $-M_{max}$ はこれより少し支間の外側寄りの断面に発生し、 a/l が特に大きいケースでは側径間の死荷重の影響が大きいので、さらに外側寄りの断面に発生する。

なお、 I_A/I_G および a/l の比が実橋における標準的な値に最も近いと思われる Case 2 の a/l が 0.2 である場合については、ライズ・スパン比 f/l を変化させたときについても比較した。この結果によると、通常的设计荷重程度の荷重強度レベルのもとでは、補剛桁の負の最大曲げモーメントがやや大きな影響を受けるが、全般的に精度に及ぼす f/l の影響は非常に小さい。比較計算結果を Fig.5 に示す。図中の記号は Table 3 と同じである。

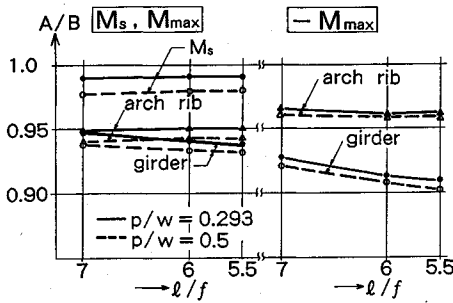


Fig.5 Relation between rise-span ratio and Accuracy (A/B)

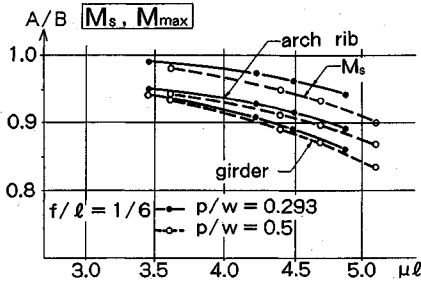


Fig.6.a Relation between $\mu\ell$ and Accuracy (A/B)

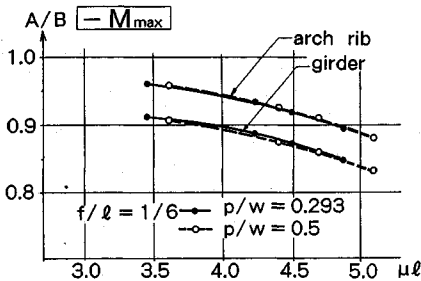


Fig.6.b Relation between $\mu\ell$ and Accuracy(A/B)

ロ. 比較計算結果(2) Fig.6 a, bは、アーチの剛性の変化と近似計算結果の精度の関係を見るため、イ.の最後の比較例と同様に Case 2 の a/ℓ が 0.2 である場合について (ただし、 f/ℓ は 1/6 に固定)、Fig.2 に示した荷重の載荷状態と p/w の値は固定したまま、荷重強度を比例的に増大させたときの死・活荷重による合計曲げモーメントに対する両計算結果の比を、パラメータ $\mu\ell$ について整理したものである。図は、各部材のアーチ支間内の正および負の最大曲げモーメントと補剛桁の中間支点の曲げモーメントについて作成したものであるが、図中これらは Table 3 および Fig.5 と同じ記号で表記している。また、荷重強度に乗じる倍数は 1.0, 1.5, 1.7, 2.0 の 4 段階とした。

これらの図によると、どの曲げモーメントについても $\mu\ell$ が大きくなるに従って近似計算結果の精度は悪くなり、 $\mu\ell$ が大きくなるほど精度の低下の度合いも大きくなる。また、 p/w が大きい方がこの比は小さくなるが、

図に示した p/w の範囲ではこれによる差は小さい。 M_s とアーチリブの $\pm M_{max}$ については $\mu\ell$ の広い範囲にわたって両計算結果の比が大きく、アーチリブの $\pm M_{max}$ は $\mu\ell$ が 4.6 程度までは有限変位解析結果に対して少なくとも 90% 以上の精度を保ち、 M_s の精度はこれをさらに上回る。これに対し、補剛桁の $\pm M_{max}$ の精度はアーチリブのそれよりは低下し、特に $-M_{max}$ では Table 3 に関して述べたのと同じ理由でその度合いが大きい。これらが有限変位解析結果に対し 90% 以上の精度を保持できる $\mu\ell$ の範囲は、 $+M_{max}$ では 4.3 程度、 $-M_{max}$ では 3.9 程度である。

(4) 比較計算のまとめ

本章の節(3)で行った比較計算の結果と、同じく(2)で述べた実橋におけるパラメータ $\mu\ell$ および λ の値に関する検討結果を考え合わせると、式(1)~(8)による曲げモーメントの計算結果の精度について以下のように要約できる。

アーチ支間が 150~160 m 程度までの通常よく設計される規模の鋼道路橋の連続桁式上路補剛アーチでは、荷重強度が通常の設計荷重程度であり、かつ死活荷重強度比 p/w が道示・鋼橋編で想定している範囲内において、ライズ・スパン比 f/ℓ が 1/6 を大きく超えなければ、式(1)~(8)で計算される M_p およびこれを用いて計算される死・活荷重による合計曲げモーメントは、これらが大きくなる主要な断面については、有限変位解析結果に対して少なくとも 90% 以上の精度を有している。特に死・活荷重による合計曲げモーメントについては、補剛桁のアーチ支間内における負の最大曲げモーメントを除けば、多くの場合 5~6% 程度の誤差であることが推察できる。

なお、前節には特に述べなかったが、無補剛アーチについても同様な比較計算を行っている。この結果によると、2ヒンジ・アーチおよび固定アーチのいずれについても、我国で実際に架けられている程度の規模のものであれば、連続桁式上路補剛アーチの場合と同等あるいはそれ以上の精度が確保できる。しかし、現在は無補剛アーチが架設されることはきわめてまれである。

4. 増加率推定グラフによる変形の影響を考慮した曲げモーメントの実用計算法

(1) 活荷重曲げモーメントの増加率推定グラフ

前章で行った比較計算により、式(1)~(8)で計算される M_p およびこれを用いて計算される死・活荷重曲げモーメントの精度が確認できた。本章ではこれを受けて、式(1)~(8)から幾何非線形性による活荷重曲げモーメントの増加率を推定するためのグラフを作成し、これによる変形の影響を考慮した曲げモーメントの簡便で実用的な計算方法を提案する。

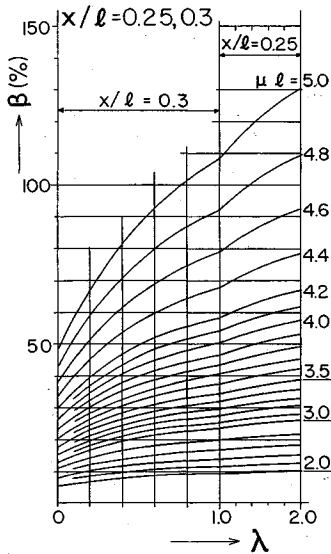


Fig.7.a Increasing ratio of M_p (stiffened arch)

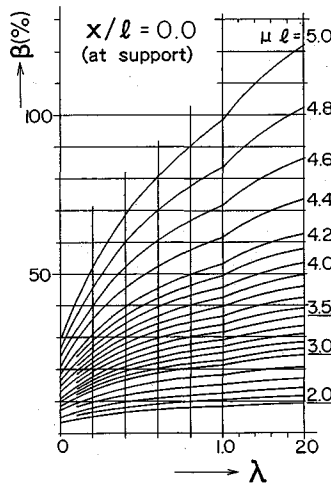


Fig.7.b Increasing ratio of M_p (stiffened arch)

連続桁式上路補剛アーチにおいて、変形の影響を考慮しないときの式(1)~(6)に対応する活荷重曲げモーメント $M_p = (M_G + M_A)_p$ の計算式は、

$$\frac{M_{PE}}{p\ell^2} = -\frac{1}{4}\left(\frac{x}{\ell}\right)^2 - \left(\frac{2M_{OPE}}{p\ell^2} - \frac{1}{8}\right)\frac{x}{\ell} + \frac{M_{OPE}}{p\ell^2},$$

$$\frac{M_{OPE}}{p\ell^2} = \frac{1}{64(1+2\lambda)} \dots \dots \dots (10), (11)$$

で与えられる⁸⁾。ただし、この場合には曲げモーメントの記号に添字 E を付し、変形の影響を考慮した場合と区別している。また、パラメータ λ はこの場合にも式(6)によって与えられるが、 $\mu\ell$ は不用である。 λ の値を0または ∞ とすれば、固定アーチと2ヒンジ・アーチにも適用できることは式(1)~(6)の場合と同じである⁹⁾。式(1)~(8)および式(10), (11)の相違は、

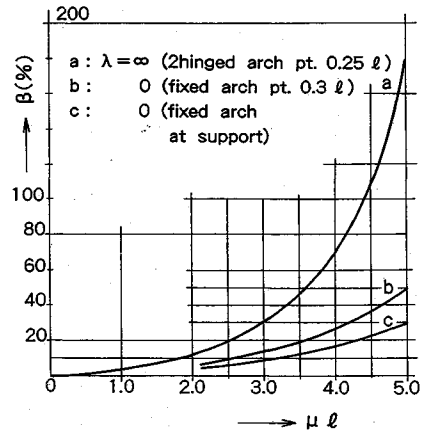


Fig.8 Increasing ratio of M_p (unstiffened arch)

変形による付加曲げモーメントの影響が考慮されているかどうかだけであり、解析上の他の仮定は全く同じである。したがって、幾何非線形性による活荷重曲げモーメントの微小変位理論値に対する増加率は、これら両式により、

$$\beta = \left[\frac{M_p / (p\ell^2)}{M_{PE} / (p\ell^2)} - 1 \right] \times 100 \quad (\%) \dots \dots \dots (12)$$

として与えられる。 M_p および M_{PE} が補剛桁とアーチリブの合計の活荷重曲げモーメントを与えることから、式(12)も両者の合計曲げモーメントについての増加率を与えることになるが、実際に数値計算によって比較してみると、活荷重曲げモーメントの補剛桁とアーチリブへの分配率は、微小変位解析でも有限変位解析でもほとんど変わらない。したがって、式(12)による増加率は補剛桁およびアーチリブのいずれにも適用できる。

Fig.7 a, b および 8 は、式(12)によって作成した主要な断面位置での増加率 β を推定するためのグラフであり⁹⁾、着目断面は図中に示した通りである。そのうち前者は連続桁式上路補剛アーチについてのグラフであるが、半載等分布活荷重を考慮しているので、Fig.7 a はアーチ支間内における正および負の最大活荷重曲げモーメントの増加率を与えると考えてよい。ただし、 λ の値が1に近くなると最大活荷重曲げモーメントの発生点が 0.3ℓ 点から 0.25ℓ 点に移動するので、この図では1を境にして着目断面をこれら2点に分けている。また上述したところにより、このグラフは補剛桁とアーチリブの両者に使用できる。Fig.7 b は補剛桁の中間支点における活荷重曲げモーメントの増加率を示しているが、この断面の負の曲げモーメントを最大にするのは側径間にも活荷重が載荷されたときである。しかし、もともと側径間上の荷重は幾何非線形性にはあまり大きな影響を与えず、むしろアーチ支間内のたわみを減少させる方向に作用するので、この載荷状態の方が幾何非線形性はかえって小

Table 4 Calculation results by proposal method

Case (a/l)	remarks	β (%)	(A) (kN·m)	(B) (kN·m)	(A/B)	
1 (0.2)	girder	Ms	17	-33 740	-34 260	0.98
		+ Mmax	21	21 740	22 510	0.97
		- Mmax	—	-20 320	-20 910	0.97
	arch rib	+ Mmax	—	—	—	—
		- Mmax	—	—	—	—
2 (0.2)	girder	Ms	26	-29 110	-30 090	0.97
		+ Mmax	30	12 000	12 840	0.94
		- Mmax	—	-13 520	-14 130	0.96
	arch rib	+ Mmax	30	13 310	13 790	0.97
		- Mmax	—	-11 880	-12 350	0.96
3 (0.3)	girder	Ms	27	-38 800	-39 110	0.99
		+ Mmax	29	8 830	9 250	0.95
		- Mmax	—	-11 490	-11 810	0.97
	arch rib	+ Mmax	29	20 030	20 380	0.98
		- Mmax	—	-18 860	-19 320	0.98
Note	(A) = $M_d + M_\ell (1 + \beta/100)$ (proposal method) (B) = Finite displacement analysis					

さくなる。したがって、この断面の負の最大活荷重曲げモーメントの増加率としては、Fig.7bのグラフによる値を用いれば安全側である。Fig.8は無補剛アーチに対して正および負の最大活荷重曲げモーメントの増加率を与えるグラフであるが、固定アーチの場合、半載等分布活荷重は固定支点の曲げモーメントを最大にする載荷状態にもほぼ一致している。

なお、これらのグラフの作成に当たって行った数値計算の結果によると、アーチ支間内で曲げモーメントが大きくなる部分、すなわち最大活荷重曲げモーメントの発生点を中心とする数パネルの範囲では、増加率 β の大きさは大体同じであるといつてよい。したがって、Fig.7aおよび8のグラフから得られる最大活荷重曲げモーメントの増加率は、その発生点だけでなく近接する格点の断面にも使用してさしつかえないと考えられる。

(2) 増加率推定グラフによる計算の手順と計算例

前節に示した活荷重曲げモーメントの増加率推定グラフは、2種類のパラメータ $\mu\ell$ および λ の値がわかれば、ただちに増加率 β を読み取ることができる。したがって、以下の手順に従えば有限変位解析によらなくても、主要な断面位置での変形の影響を考慮した曲げモーメントをきわめて簡単に、しかも精度よく計算することができる。すなわち、

- ① パラメータ $\mu\ell$ および λ の値を算出し、グラフから増加率 β を読み取る。
- ② 活荷重曲げモーメントの微小変位解析値に $(1 + \beta/100)$ を乗じ、変形の影響を考慮した活荷重曲げモーメントを求める。
- ③ 死荷重曲げモーメントの微小変位解析値に、②で得られた結果を単純に加算する

このとき、 $\mu\ell$ の計算に必要な水平反力 H は式(8)によって求めるものとし、アーチリブの仮想の断面2次モーメント I_c は3.(1)に述べたところに従って決定す

Table 5 Ratio (A/B) at support (pt.⑤, (A/B) : same as Table.4)

Case	p/w	By load p only	Total moment
1	0.293	1.02	1.01
	0.5	1.01	1.01
2	0.293	1.02	1.01
	0.5	1.02	1.02
3	0.293	1.14	1.05
	0.5	1.15	1.07

ればよい。そのさい、式(7)における I_c と I_A の平均値の関係を図化しておくと便利である。

Table 4は、増加率推定グラフによる連続桁式上路補剛アーチについての計算例を示したものであり、合せて有限変位解析結果との比較も示してある。モデルと荷重は3.(3)の比較計算に用いたものと全く同じであるが、活荷重強度は p/w が0.5であるときの値を用いている。また着目断面はTable 3の場合と同じであり、 $+M_{max}$ などの記号の意味もTable 3と同じであるが、 M_d 、 M_ℓ はそれぞれ死・活荷重による曲げモーメントの微小変位解析値である。これによると、グラフによる計算結果の精度は、前章に示した式(1)~(8)を直接使用して計算した場合とほぼ同程度か、若干これを上回っている。特に、式(1)~(8)を直接使用した計算では、Case 2, 3における補剛桁の $-M_{max}$ の精度が他の着目断面の曲げモーメントよりも劣っていたが、ここではこれが是正されている。これはグラフを用いる計算では、 M_p を断面2次モーメントの比で補剛桁とアーチリブに分配するのではなく、微小変位解析によってすでに分配された後の活荷重曲げモーメントに増加率を乗じていることと、実際に数値計算によって比較してみると、Case2, 3では $-M_{max}$ の発生点における活荷重曲げモーメントの微小変位理論値は、式(10), (11)から求めたものより骨組構造解析から求めたものの方が3%程度大きくなることによると思われる。また、分配率に関係のない M_s の精度は、Case 2, 3ではTable 4の方がTable 3よりわずかに小さくなるだけであるが、Case 1では若干差が大きく、Table 4の方が精度が上がっている。これは、この格点の活荷重曲げモーメントの微小変位理論値は、Case 1では骨組構造解析から求めたものの方が5%程度大きく、Case 2, 3では逆に2~3%程度小さくなることによると考えられる。すでに述べたように、分配率は骨組構造解析では微小変位解析でも有限変位解析でもほとんど変わらない。

Table 5はTable 4と同じモデルに対して、補剛桁の側径間を含む全径間の片側半分(格点5側)に等分布活荷重を載荷したときの、増加率推定グラフによる計算結果と有限変位解析結果の比較結果である。荷重強度はFig.2に示したものと同じであり、着目断面は中間支

(格点5)である。

これによると、Fig.7bのグラフはアーチ支間のみ活荷重を載荷したときの計算式から作成したものであるにもかかわらず、これによる計算結果の精度は非常に良好である。とくにCase 1, 2では、活荷重曲げモーメントのみの比較でもきわめて良好な精度であり、わずか2%程度の安全側の誤差を与えるにすぎない。側径間の特長に長いCase 3でも、活荷重曲げモーメントそのものはかなり過大な値になっているが、死・活荷重による合計曲げモーメントと比較すると、 p/w が0.5の場合でその誤差は7%程度である。これはすでに述べたように、側径間上の活荷重は幾何非線形性を小さくする方向に作用するが、 a/l が0.2程度までであればその影響は非常に小さいのに対し、 a/l が大きい場合には、この影響も大きくなるが死荷重曲げモーメントも非常に大きくなるため、合計曲げモーメントとしては誤差が薄められることによると考えられる。したがって、側径間がかなり長い場合でもFig.7bのグラフを中間支点の最大曲げモーメントの算定に使用してさしつかえないといえる。

(3) 増加率推定グラフによる実用計算法の提案

前節で述べたように、増加率推定グラフによる変形の影響を考慮した曲げモーメントの計算方法はきわめて簡便であり、その計算結果は通常規模の鋼道路橋のアーチでは、荷重強度が通常的设计荷重程度であれば十分実用に供し得る精度を有している。したがって、筆者はこの計算方法を実務で使用することを提案する。しかし、前掲の増加率推定グラフは全ての位置の断面に適用できるわけではなく、またこれによる計算結果は若干の誤差を持つことは避けられない。このため、この計算方法は各種の予備設計や試算に使用するのが妥当であるとする考え方も多いと思われるが、アーチ橋の設計実務で現在一般的にとられている有限変位解析の適用方法から考えて、筆者は通常規模のアーチ橋では、詳細設計にも使用してさしつかえないと考えている。またその誤差も、通常の場合は断面決定のさいに若干の余裕を見込むことによって、実務的に処理できると考えられる。

解析上の仮定⁹⁾および有限変位解析との比較計算結果を考え合せると、本計算方法の適用条件は大体以下の様に整理できる。すなわち、

- ① アーチリブの軸線の形状は放物線であること。
- ② ライズ・スパン比は1/6を大きく超えないこと。
- ③ 死・活荷重強度比 p/w は、道示・鋼橋編¹⁾で想定している範囲内にあること。
- ④ 連続桁式上路補剛アーチの場合、支間長比 a/l は0.3以下であること。また、断面2次モーメント比 I_d/I_c は大体2以下であること。
- ⑤ パラメータ μl の値は、2ヒンジ・アーチの場合で約3.8、連続桁式上路補剛アーチの場合で約4.0以下

であること。また固定アーチでは、 μl は少なくとも図示の値の範囲までは許容できる。

しかし、上記の制約条件はそれほど厳しいものではなく、実績から見ると一般的によく設計される規模の鋼道路橋のアーチでは、通常的设计荷重を対象に考えた場合、ほとんどものがこれらの条件を満足していると考えてよい。またこの条件下では、本計算方法による死・活荷重による最大曲げモーメントは、有限変位解析結果に対して少なくとも90%以上の精度を確保できると考えられるので、断面決定にさいして曲げモーメントに最大限10%、多くの場合5%程度の余裕を見込んでおけば大きな誤りはない。ただし、補剛桁の中間支点の最大曲げモーメントは有限変位解析結果より若干過大な値を与えるので、これについては余裕を見込む必要はない。

前掲の増加率推定グラフには、集中活荷重(道示にいう線荷重)の影響は考慮されていない。しかし、単一集中荷重による幾何非線形性は等分布活荷重によるそれよりもかなり小さく⁸⁾、また長大アーチ橋では後者による曲げモーメントの方がはるかに大きい。したがって、これら2つの活荷重曲げモーメントの合計に対してグラフから得られる増加率を用いることにすれば、多少安全側ではあっても大きな支障はない。また同じ上路式補剛アーチであっても、補剛桁が連続桁形式の側径間を持たないタイプに対しては、幾何非線形特性が基本的に2ヒンジ・アーチと変わらない⁸⁾ことから、Fig.8の2ヒンジ・アーチのグラフを使用することができる。

なお、近年支間長が150~160mを超えるような特に大きい上路式補剛アーチでは、補剛桁の中間支点がヒンジ支承を介して剛性の大きい独立したコンクリート橋脚に固定された構造が増えてきている。この構造では、橋脚の剛性によって補剛桁の水平移動が拘束されるため、本報告で扱っている通常の上路式補剛アーチとは補剛桁の支持条件が異なり、本計算方法を適用することはできない。

5. 結 語

きわめて簡単な手法によるものではあるが、連続桁式上路補剛アーチを中心として、変形の影響を考慮したアーチの曲げモーメントの簡便で実用的な近似計算法を示すことができた。本計算方法は、変形の影響を考慮して設計しなければならないアーチ橋の形式の大部分をカバーしているので、この方法を詳細設計に用いるかどうかは別にして、これにより少なくとも各種の試算や検討段階での費用と労力は大幅に節減できるといえる。

なお本報告では、基本的にアーチが通常的设计荷重を受ける場合を考えているが、道示・鋼橋編¹⁾11.6条に定める終局強度の照査に対しても、Fig.6a, bの結果から判断して、補剛桁のアーチ支間内での曲げモーメントの

誤差が10%を若干超えることがあることを考慮に入れておけば、多くの場合、少なくとも概略の照査にはこの計算方法を使用することができると考えられる。また、本報告中で使用した有限変位解析のプログラムは、FISPLAN/FRAMES(株・YTI)とFANSY/BRIDGE(株・CRC)の2本である。

参 考 文 献

- 1) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説Ⅱ鋼橋編，丸善，1990年2月。
- 2) 前田幸雄・林正：リブアーチにおける変形の影響，土木学会論文報告集，第299号，pp.35~47，1980年7月。
- 3) 同上：アーチの影響線解法，土木学会論文報告集，第299号，pp.49~58，1980年7月。
- 4) 同上：補剛アーチの幾何学的非線形性，土木学会論文報告集，第304号，pp.69~79，1980年12月。
- 5) 安藤浩吉・成岡昌夫：アーチ系の橋に関する2,3の研究，橋梁と基礎，Vol.4，No.4，pp.8~14，1970年4月。
- 6) 西脇威夫：アーチ系橋の耐力，橋梁と基礎，Vol.5，No.7，pp.1~7，1971年7月。
- 7) 小西一郎編：鋼橋 設計編Ⅱ，pp.807~810，丸善，1976年1月。
- 8) 大森邦雄：補剛桁が連続桁形式である上路式補剛アーチの幾何学的非線形特性，構造工学論文集，Vol.39A，pp.1143~1154，土木学会，1993年3月。
- 9) 日本橋梁建設協会：橋梁年鑑，1980~1990年版。
- 10) たとえばJ.S. シェムニスキー(山田嘉昭，川井忠彦共訳)：マトリクス構造解析の基礎理論，pp.349~357，培風館，1971年12月。
- 11) 長大鋼橋研究委員会：アーチ橋の実績調査報告，pp.18~57，59~68，建設コンサルタンツ協会近畿支部，1985年6月。

(1993.3.8 受付)

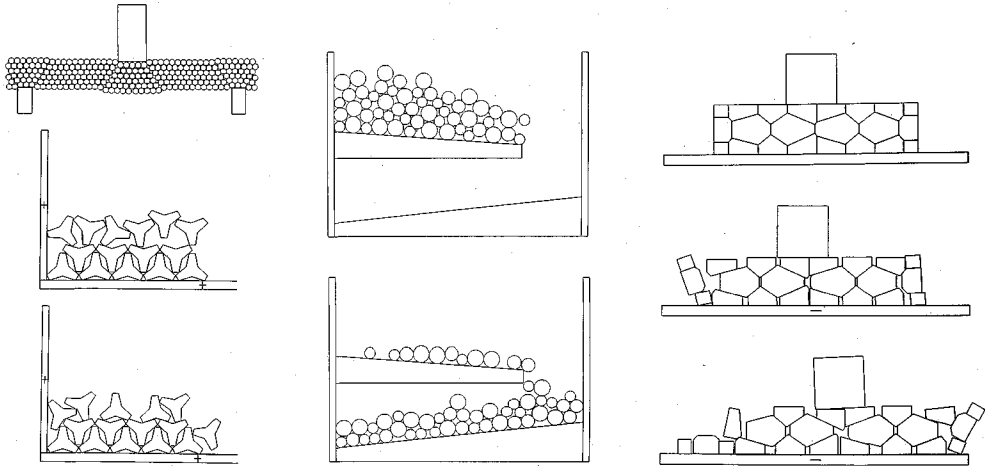
APPROXIMATE CALCULATION METHOD OF THE BENDING MOMENT CONSIDERING GEOMETRIC NONLINEARITY IN ARCH BRIDGES

Kunio OMORI

This paper describes the simple and practical approximate calculation method of bending moment considering geometric nonlinearity in arch bridges. In this method, the diagrams of the increasing ratio of bending moment obtained by analytical method simplified as possible within the scope of practical design are used. This method can be applied to most types of arch bridges, including stiffened arch, that should be designed considering geometric nonlinearity.

個別要素法プログラムシリーズ

■開発元 Dr.Cundall (ITASCA社)



UDEC

個別要素、差分要素を基本とする汎用2次元コードです。

- ・転倒、滑落解析
- ・地震応答解析
- ・地盤、不連続性岩盤の安定解析
- ・岩盤の掘削解析
- ・コンクリートの亀裂進行解析
- ・流れ解析 (Coupled flow-mechanical analysis)
- ・熱解析 (Coupled thermal-mechanical analysis)

BALL2D/3D

解析対象を円あるいは球でモデル化する手法のコードで、この手法は数多くの個別要素法プログラムに採用されています。

BALL2D-Polygon

BALL2Dに多角形ブロックを機能追加したバージョンです。任意剛体壁境界あるいは、飛翔体等を多角形ブロックとし、円ブロックとの相互作用解析が可能です。

BFLOW

解析対象を任意多角形でモデル化する手法のコードで、接触判定ロジック、特に凹型のブロックの接触判定の難点を解決したものです。

UDECではやや困難な完全崩壊、流動解析に適します。

CASK-3D

キャスク等の3次元円筒構造物の地震時の転倒解析コードです。

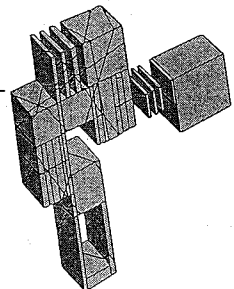
3DEC

UDECの3次元バージョンです。充実した3次元グラフィック機能をもっています。

- ・転倒、滑落解析
- ・地震応答解析
- ・地盤、不連続性岩盤の安定解析
- ・岩盤の掘削解析
- ・コンクリートの亀裂進行解析

価格

● UDEC	SUN/IBM-PC (Barton-Bandis Model等の機能追加も可能です。)	ソース・コード	260万円
● BALL2D/3D	SUN/IBM-PC/FACOM/HITAC	ソース・コード	各200万円
● BALL2D-Polygon	SUN/IBM-PC	ソース・コード	260万円
● BFLOW	SUN/IBM-PC	ソース・コード	260万円
● CASK-3D	SUN/IBM-PC	ソース・コード	200万円
● 3DEC	SUN/IBM-PC	ロード・モジュール	680万円



プログラムはいずれも最新バージョンを提供いたします。また、問題に応じた個別要素法プログラムの開発も行っています。

*当社は1988年7月からITASCA社の販売代理店をしています。

OKL 株式会社 応用工学研究室

〒151 東京都渋谷区上原2-2-7 カマタビル201
TEL.(03)3485-9360 FAX.(03)3485-6955

FLAC-2D (Fast Lagrangian Analysis of Continue)

1950年代に有限要素法が出現し、コンピュータの発展と共に進歩をとげていったのと並行して、衝撃分野での解析を目的に始まった差分法に基づく、“Hydrocodes”もすくなくならぬ成功をおさめていました。応力波伝播を基本とする弾塑性固体の大変形、スライド・ライン手法による滑り・剥離挙動の解析には目覚ましいものがありました。しかし、これらを取り扱うプログラムの多くは公的機関での開発のため、公開されたものは余りありませんでした。FLAC-2Dはこの流れをくむ地盤非線形解析プログラムです。

プログラムの特徴

- ・幾何学的大変形及び材料非線形を取り扱うことができます。微小変形・歪解析も可能です。
- ・要素の大きなゆがみの発生からくる数値不安定を避けるため3角形差分要素を採用しています。
- ・要素間の滑りを考慮できるスライド・ライン機能(大変形)を備えています。

要素ライブラリー

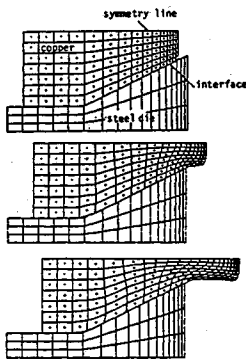
- ・2次元平面歪/応力要素
- ・ケーブル要素
- ・ビーム要素
- ・ロックボルト要素(point anchor/grouted)

適用分野

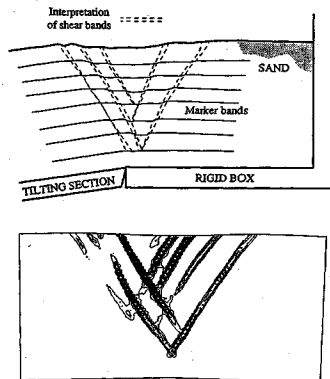
- ・斜面・盛土の設計及び安定解析
- ・浅/深基礎解析
- ・アースダム及びコンクリートダム解析
- ・トンネル、鉱山掘削解析
- ・圧密、流れ解析
- ・固体と流体の相互作用解析

構成則

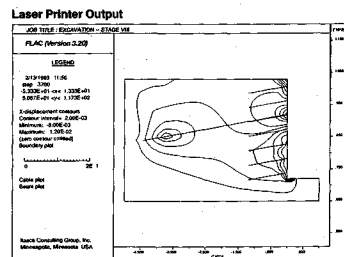
- ・等方性、非等方性弾性
 - ・弾塑性(Mohr-Coulomb, Von Mises, Drucker-Prager等)
 - ・偏在ジョイント・モデル(Ubiquitous joint)
 - ・歪一硬化/軟化・ヌル要素
 - ・体積歪依存の間隙水圧発生モデル 等
- その他の構成則の機能追加も可能です。



スライド・インターアクション



断層解析



地盤安定解析

■価格

- FLAC-2D SUN/IBM-PC ロード・モジュール 標準バージョン……80万円
- ※追加オプションとして、動解析、クリープ解析及び熱解析があります。
- 追加オプションを含む一括購入の場合……150万円

プログラムはいずれも最新バージョンを提供いたします。また、問題に応じた地盤非線形プログラムの開発も行っています。

*当社は1988年7月からITASCA社の販売代理店をしています。

OKL 株式会社 応用工学研究室

〒151 東京都渋谷区上原2-2-7 カマタビル201
TEL.(03)3485-9360 FAX.(03)3485-6955

UNICOUP

応力解析と浸透解析がドッキングした!

軟弱地盤の解析に!

海洋開発・埋立

盛土・掘削

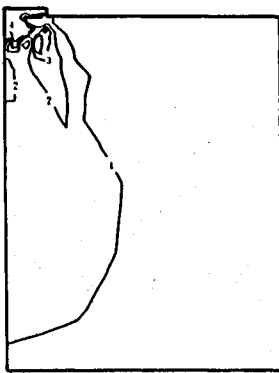
出力項目

- 各節点での変位、各要素での応力
- 各節点での全水頭・圧力水頭 他
- 豊富な図化処理
変位図、変位ベクトル図、応力ベクトル図、応力コンター図、安全率コンター図、水頭コンター図、圧力水頭コンター図

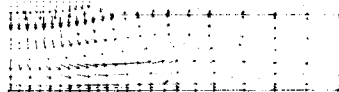
プログラムの特長

- 応力と地下水の流れをカップルさせた問題が解析可能です。(圧密含む)
- 地下水の流れは飽和・不飽和域を対象としています。
- 多段掘削・盛土や降雨等が扱えます。
- 梁や連結要素も扱え実用的です。
- 経時観測記録(変位・水位)があれば、非線形最小二乗法に基づき変形係数や透水係数が逆解析できます。(順解析、逆解析がスイッチにて選択可能です。)
- 弾性・非線形弾性・弾塑性・弾粘塑性を示す地盤が扱えます。
非線形弾性(電中研式、ダンカン・チャンの双曲線モデル)
弾塑性(ドラッカー・ブラガー、モール・クーロン、カムクレイモデル、ハードニング、ソフトニング)
弾粘塑性(関口・太田モデル)

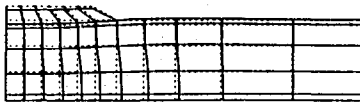
↓ (荷重)



応力増分コンター(Δσ V)
(10日後)



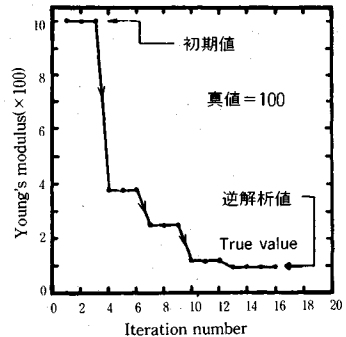
変位ベクトル図 (40日後)



盛土(40日)後の地盤の変形



盛土(40日)後の地下水の流れと水頭
コンターおよび自由水面



ヤング率と繰り返し回数
の関係
逆解析によるパラメータの
推定

この製品は、情報処理振興事業協会の委託を受けて開発したものです。
通商産業省 特別認可法人

IPA 情報処理振興事業協会
株式会社 **CRC** 総合研究所

西日本支社

〒105 東京都港区芝公園三丁目1番38号
TEL. (03) 3437-2301

問合せ先

〒541 大阪市中央区久太郎町4丁目1-3
(06) 241-4121 営業担当: 岩崎
(03) 3665-9741 本社窓口: 菅原

地盤の有限要素法解析ソフト

未来設計企業



3月リリース
開始

世界標準のソフトウェア

Mr.SOIL Ver.3.0 WINDOWS 版

Mr. SOILの新バージョン (Ver.3.0) はWindows[®]で稼働する強力なシステムに生まれ変わり大モデルも扱えるようになりました。
また、マウスを使ったメニュー形式の導入、画面上での出力が可能になるなどの新機能により、すぐれた操作性をもたらします。

*Windowsは、米国マイクロソフト社の登録商標です。

バージョンアップ項目

入力部

- モデル作成のためのメッシュジェネレート機能。
- モデル図を参照しながら荷重条件、境界条件、材質条件、はり、棒要素のデータをメニュー画面のテーブルにより入力することが可能。

ソルバー部

- 強制変位。
- 解析途中の材質の変更。(薬注施工のモデル化)
- 節点数制限のUP。(約3000節点が可能)

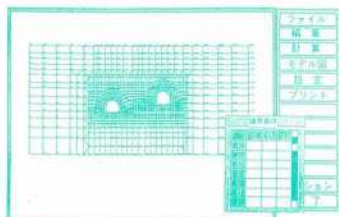
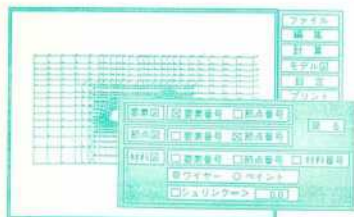
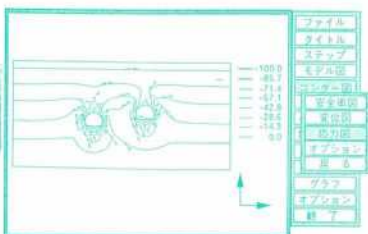
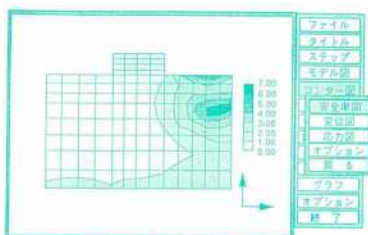
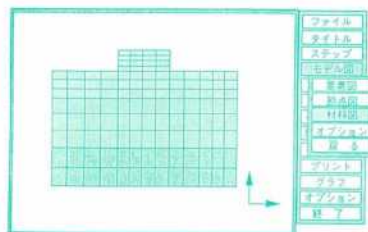
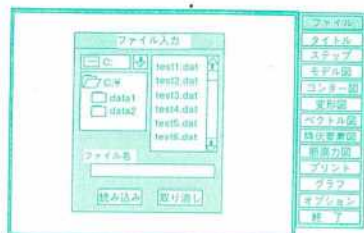
出力部

- 線画だけでなく画面塗りつぶし処理が可能。
- マウス入力とメニュー型式による操作性の大幅な向上。

動作環境

CPU 80386 以上 (推奨 80486 以上)
Windows 3.1 以上
メモリ 640Kbyte + 7Mbyte (プロテクトメモリー)
ハードディスク 10Mbyte以上

以上のメモリーは今後、改良により小さくなる場合もあります。



製品版は、一部異なる場合があります。

株式会社 **CRC総合研究所** 西日本支社

大阪市中央区久太郎町4丁目1-3
(06)241-4121 担当/村中 一意